

PC 圧着関節工法による損失制御架構の力学的性状に関する実験研究

EXPERIMENTAL STUDY ON MECHANICAL BEHAVIOR OF DAMAGE CONTROLLED PRECAST-PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURE WITH P/C MILD-PRESS-JOINT

中野清司*1, 田邊恵三*2, 松崎育弘*3, 和田章*4
坂田弘安*5, 久保山寛之*6, 杉山智昭*7, 池澤誠*6

*Kiyoshi NAKANO, Keizo TANABE, Yasuhiro MATUZAKI, Akira WADA,
Hiroyasu SAKATA, Hiroyuki KUBOYAMA, Tomoaki SUGIYAMA and Makoto IKEZAWA*

This paper presents results of the experimental tests to certify the mechanical behaviors of the frame structures by precast-prestressed concrete with MILD-PRESS-JOINT. The purpose of this experiment is to obtain not only hysteresis characteristic but behavior of joint rotation also prestressing strand for compression beam-column and to establish damage-controlled design by them. The specimen is cruciform model of prototype frame with MILD-PRESS-JOINT. The beam and column members precast-prestressed concrete are connected by prestressing strand that go through the beam and column, and anchored at the end of beam. Specimens have following parameter, with or without corbel of column and strand arrangement.

As the results of experiment, damages occur only at beam-column interface, also, residual deformation is very small, and deformation is concentrated at beam-column interface. A possibility of damage control design can be shown by using P/C MILD-PRESS-JOINT.

Keywords: precast-prestressed concrete, MILD-PRESS-JOINT, damage control, prestressing strand, corbel
プレキャストプレストレストコンクリート, 圧着関節, 損傷制御, PC 鋼より線, コーベル

1 序

都市機能の高度化, 資源・エネルギーの不足が予想される将来を考えると, 建築構造の耐震設計においては, 極めてまれに起こる大地震動に対して, 建物の倒壊を避け人命を守るのみでなく, 地震後の構造物の損傷及びこれから派生する損失を把握し, それを最小限に抑えることが重要である。しかしながら, 通常のRC構造では, コンクリートの多くのひび割れ, 鉄筋の降伏を許し構造部材全体でエネルギー吸収を行わせるため, 設計の段階から地震後の構造物の損失を把握することは困難であり, 大きな残留変形も生じる。

損失を小さくする方法の一つとして, 米国においては, PRESS 研究プログラム¹⁾に代表されるようなアンボンドポストテンションを用いたプレキャストコンクリートフレームの研究が行われ^{2),3)}, RC構造に比べて, ①残留変形が小さく, ②損傷レベルの低い, ③損傷制御のし易い構造が提案されている。筆者らはこれらに対してPC圧着関節工法⁴⁾を提案している。本工法は主要構造部材(柱, 梁)を高品質($F_c \geq 50\text{N/mm}^2$)のプレキャスト・プレストレスト(以下PCaPC)部材として工場生産し, 現場において, PC鋼材(PC鋼より線)を用いて柱・梁部材を圧着接合し一体化させる工法である。ここで, 本工法に用いられる

PC鋼材は一次PC鋼材, 二次PC鋼材(圧着接合用PC鋼より線)の二種類を使用する。一次PC鋼材は柱・梁接合部を貫通することなくそれぞれの部材端で定着させる。この時, 一次PC鋼材の緊張力はPC鋼材規格値降伏強度の85%とする。二次PC鋼材は柱・梁部材を貫通させて圧着接合する際に使用する。その緊張力はPC鋼材規格値降伏強度の50%程度とする。これは二次設計レベル($R=1/75\text{rad}$)⁴⁾までPC鋼材を弾性範囲に留めること, 最大耐力時の変形が過大にならないようにすること, 繰返し変形を受けた時にプレストレス力が抜けないようにすること等の理由から定めた値である。文献5)において, PC鋼材規格値降伏強度の50%と25%のプレストレス力を導入した付着実験を行った結果, 25%のプレストレス力を導入した場合は層間変形角およそ $1/33\text{rad}$ に相当するあたりで除荷時にプレストレスが抜けてしまう現象が見られた。しかし, 50%導入ではそのような現象は見られなかった。

緊張力を50%とすることによって, 圧着関節部における柱・梁部材の離間を許容し, 柱・梁関節部で弾性回転を生じさせて損傷部を圧着面近傍に集中させ部材の損傷を制御でき, 二次PC鋼材の降伏領域をコントロールし弾性付着により回転変形

*1 中野建築研究所 所長・工博

*2 KTB協会 技師長・工博

*3 東京理科大学工学部建築学科 教授・工博

*4 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

*5 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・工博

*6 東京工業大学大学院修士課程

*7 東京理科大学工学部建築学科 助手・博士(工学)

Managing Director, Nakano Building Research & Associate, Dr. Eng.
Chief Engineer, KTB Association, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Graduate School, Tokyo Institute of Technology

Research Assoc., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

表-1 試験体諸元及び材料力学的特性

試験体	断面 (mm ²)	コーベルの有無	コンクリート		目地モルタル		グラウト材		PC鋼材				主筋 (SD295A)			せん断補強筋 (SD295A)				
			σ_{cB}	$E_c \times 10^3$	m_{cB}	E_m	g_{cB}	$E_g \times 10^3$	種類	配筋	定着導入力	ρ_{σ_y}	ρ_{σ_t}	$E_p \times 10^3$	配筋	σ_{s_y}	σ_{s_t}	$E_s \times 10^3$	配筋	補強筋比 pw(%)
梁	230 × 420	有	89.6	43.1	76.3	25.8	44.3	12.7	SWPR7B ストランド PC鋼より線	上4本 下2本	80kN/本 (0.5P _y)	1762	2005	195	6-D10	D6 : 339 D10 : 520 D10 : 204	D6 : 344 D10 : 494 D10 : 207	部材 □-D6@75 コーベル □-D6@35	部材 0.37 コーベル 0.79	
		無	92.2	42.9	74.6	26.7	44.8	14.0		上3本 下3本										6-D10
		有	87.5	43.4	74.1	26.0	43.8	12.6		6-D10										
柱	320 × 320	有	92.5	44.1	梁と同じ				B種1号 (SBPR95/ 110)	8-φ13 (PS用)	49kN/本 (PS用)	φ13 : 1227	φ13 : 1260	φ13 : 202	辺中央部 16-D6 隅部 4-D10	D10 : 344 D10 : 494 D10 : 207	部材 □-D6@70 接合部 □-D6@70 + □-D10@70	部材 0.28 接合部 0.92		
		無	92.4	43.5	4-φ19 (軸力用)	186kN/本 (軸力用)	φ19 : 1224	φ19 : 1283		φ19 : 205										
		有	87.5	42.7																

σ_{cB} : コンクリート圧縮強度 E_c : コンクリートヤング係数 m_{cB} : 目地モルタル圧縮強度 E_m : 目地モルタルヤング係数 g_{cB} : グラウト材圧縮強度 E_g : グラウト材ヤング係数
 ρ_{σ_y} : PC鋼材降伏強度 (0.2%オフセット) ρ_{σ_t} : PC鋼材引張強度 E_p : PC鋼材ヤング係数 σ_{s_y} : 鋼材降伏強度 σ_{s_t} : 鋼材引張強度 E_s : 鋼材ヤング係数 単位(N/mm²)

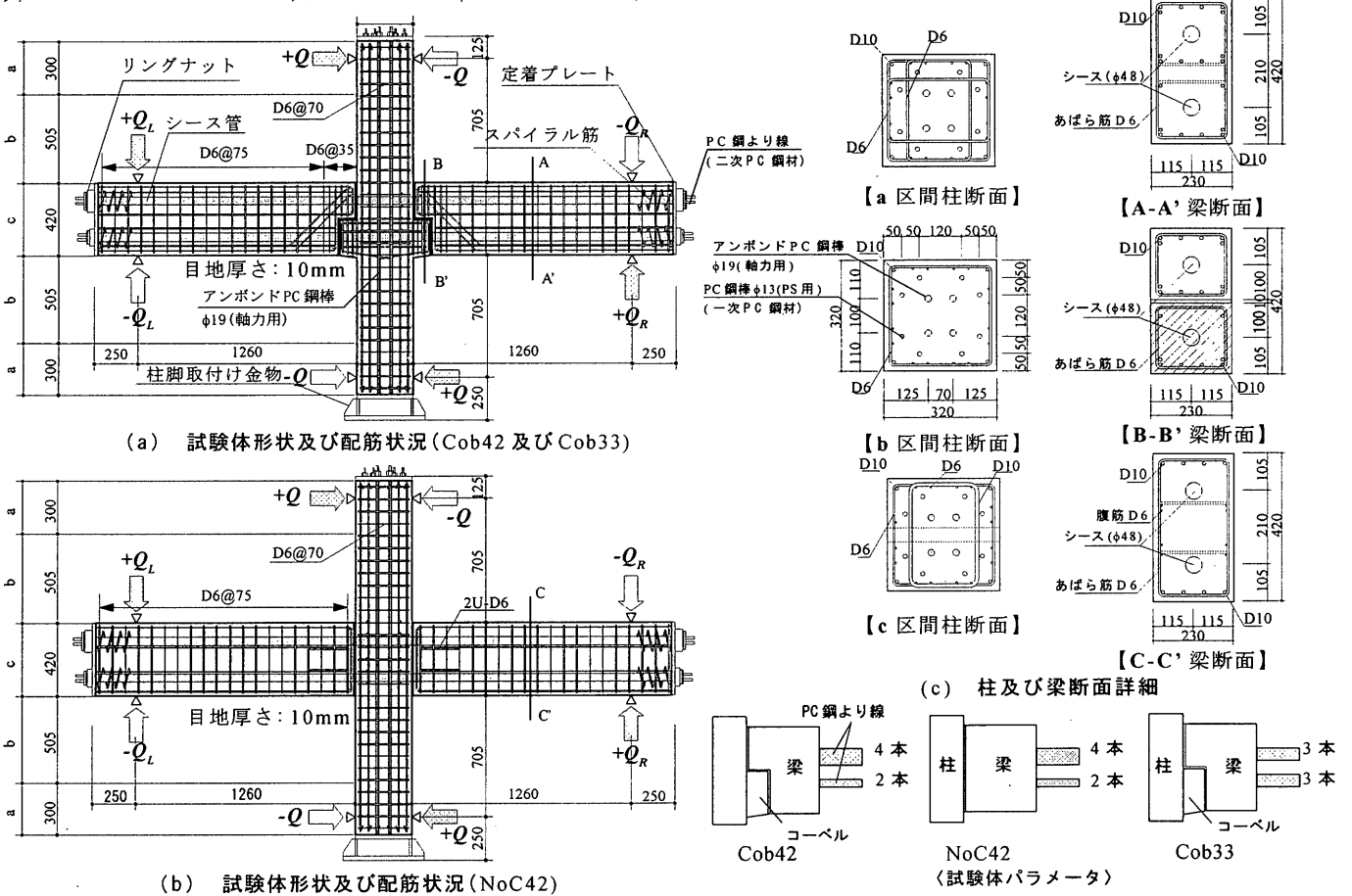


図-1 試験体形状及び断面

を生じさせることができる。また、柱・梁は二次PC鋼材で連結されているため、地震終了後は材間圧縮力が残った状態に戻り、残留変形が極めて小さくなる。

復元力特性を求めることを主目的とし、提案するPC圧着関節工法を用いた柱・梁部分架構実験を1900年に行い、報告している⁶⁾。本研究では、部材関節部での弾性回転の実現検証を行うとともに回転挙動の把握、圧着接合用PC鋼より線の挙動把握など、今後の設計法の確立のための基礎資料を得ることを目的として、PC圧着関節工法部分架構実験を行った。

2 実験概要

2.1 試験体

表-1に試験体諸元及び材料力学的特性を示し、図-1に試験

体形状及び断面を示す。図-1(a),(b)に示す△は柱及び梁の反力点及び加力点位置である。梁及び柱部材はせん断破壊が曲げ破壊より先に生じないように設計している。試験体はPCaPC造の5階建て流通建物の1,2階部分の柱・梁接合部を含む十字形骨組を柱の階高中央及び梁のスパン中央で切り出した1/3スケールモデルである。試験体は計3体であり、パラメータはPC鋼より線の配線数とコーベルの有無である。Cob42は柱にコーベルが有り、梁のPC鋼より線SWPR7B上段4本、下段2本を用いて梁と柱を圧着接合し、NoC42は柱にコーベルが無く、PC鋼より線SWPR7B上段4本、下段2本、Cob33は柱にコーベルが有り、PC鋼より線上下段3本である。SWPR7Bとはエポキシ樹脂塗装を施した7本より線12.7mmである。定着導力は各PC鋼

より線にPC鋼より線規格値降伏強度の50% ($\sigma = 790$ [N/mm²], $T = 78$ [kN])である。各部位の断面寸法は柱を320 × 320mm, 梁を230 × 420mm, 柱芯から梁端加力点までを1420mm, 梁芯から柱支持位置までを910mmとし, 各試験体共通である。各試験体のコンクリート, 目地モルタル及びグラウト材の圧縮強度及びヤング係数を表-1に示す。アンボンドPC鋼棒(φ19)を用い745kN(軸力比: 約0.08)を柱に導入した。また, 本実験において, 一次PC鋼材の架構の復元力特性への影響は小さいと考え, 梁には一次PC鋼材を配さず, 二次PC鋼材のみを使用している。

2.2 加力方法

加力装置を図-2に示す。試験体の柱頭柱脚にピン機構のある柱支点治具を取り付け, 四方からPC鋼棒により所定の位置に固定する。柱支点治具は水平力のみ抵抗する支持機構である。反力点で局所的な破壊を防ぐためプレートを通してPC鋼棒に水平力を伝達させるようにした。柱脚にはピンローラーを設置し, 左右の梁端にピン機構のある490kN油圧ジャッキを取り付け, 上下柱の反力点を結ぶ直線に垂直な直線に対するこの位置の変位が向きが反対で大きさが等しくなるように, 鉛直方向に正負交番漸増減速し加力を行った。層間変形角 R を用いて, 図-3に示す加力サイクルにより, $R = \pm 1/400$ radを1回繰り返した後に $\pm 1/200$ rad, $\pm 1/100$ rad, $\pm 1/66$ rad, $\pm 1/50$ rad, $\pm 1/100$ rad, を2回繰り返す, $R = \pm 1/33$ radを1回繰り返した後に $R = +1/25$ radの載荷を行った。

2.3 計測方法

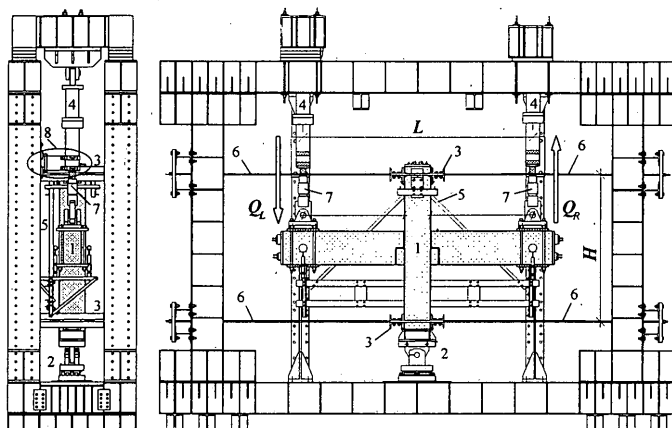
図-4に変位測定用治具を示す。変位測定用治具は柱頭柱脚の反力点位置に埋め込んだM22インサートを支点として取り付け, 柱の変形に追従できるように柱頭固定部はピン, 柱脚固定部は柱軸方向に移動可能なピンローラーとなるようにしている。層間変位(層間変形角)を決定するための加力点相対鉛直変位, 柱・梁曲げ変形, 接合部せん断変形, 圧着関節部開きを測定した。圧着関節部の開きに関しては, 柱から梁に対する相対変位として測定した。圧着接合用PC鋼より線のひずみ度は図-5に示すようにPC鋼より線に貼付したひずみゲージにより測定した。NoC42(コーベル無タイプ)においては, PC鋼より線ひずみ度の貼付位置をCob42及びCob33(コーベル有タイプ)の場合の上段部の測定位置と同位置で上下段部の測定を行った。また, ひび割れ観察は載荷中随時行い, 接合部パネル部及び圧着関節部近傍についてはひび割れ幅の測定も行った。

荷重の計測については, 左右の油圧ジャッキ先端に取り付けたロードセルから計測した。

3 実験結果

3.1 荷重-変形関係

図-6に層せん断力と層間変形角の関係を示す。(a)~(c)には本工法におけるレベル2相当の大地震時を想定したときの結果を示し, (d)~(f)には加力サイクルすべての結果を示す。また, (d)~(f)のそれぞれに, 最大層せん断力(●印), 目視による梁曲げひび割れ発生点(▲印), 目視による柱曲げひび割れ発生点(■印)及び目視による接合部せん断ひび割れ発生点(◆印)を示す。層せん断力 Q は左右梁端のジャッキロードセルにより測



1:試験体, 2:ピンローラー, 3:柱支点治具, 4:490kN ジャッキ, 5:変位測定用治具, 6:PC鋼棒, 7:ロードセル, 8:面外変形拘束治具

図-2 加力装置

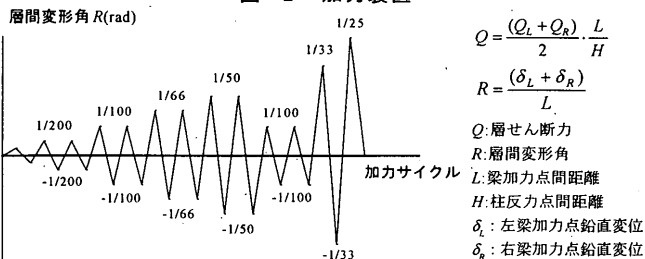


図-3 加力計画

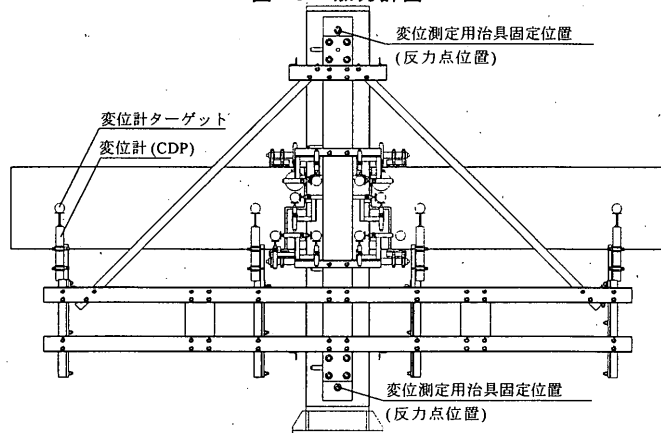
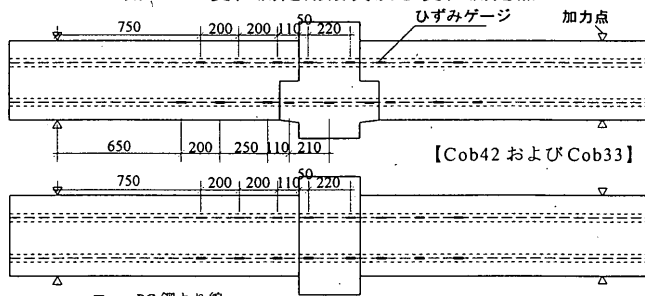


図-4 変位測定用治具及び変位測定点



ひずみゲージ貼付位置断面
 図-5 ひずみゲージ貼付位置 (Unit: mm)

定した荷重を用いて, (1)式から算定した。

$$Q = \frac{(Q_L + Q_R) \cdot L}{2 \cdot H} \tag{1}$$

ここで, Q_L : 左側ジャッキ荷重, Q_R : 右側ジャッキ荷重, H : 柱反力点間距離(=1830mm), L : 梁加力点間距離(=2840mm)で

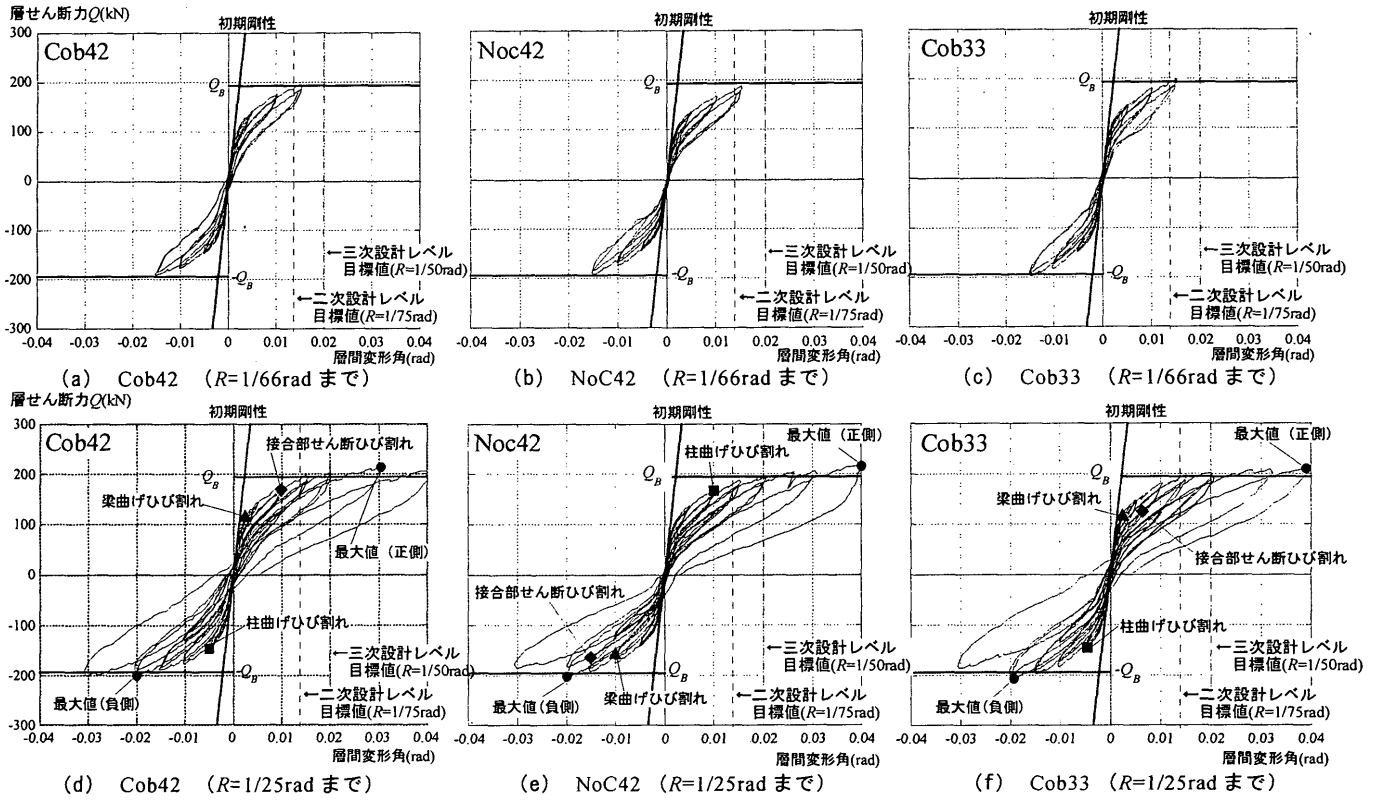


図-6 層せん断力 Q - 層間変形角 R の関係

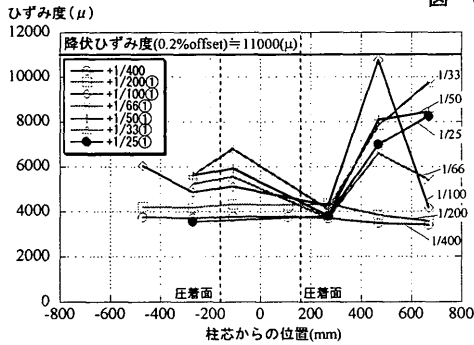


図-7 PC 鋼より線上下ひずみ度分布 (Cob42)

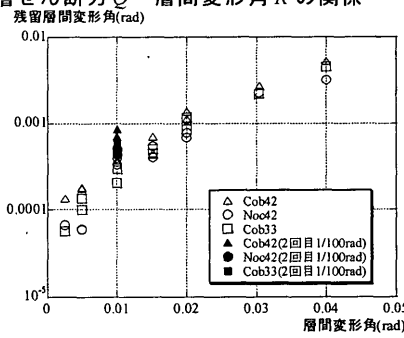


図-8 残留層間変形角の推移

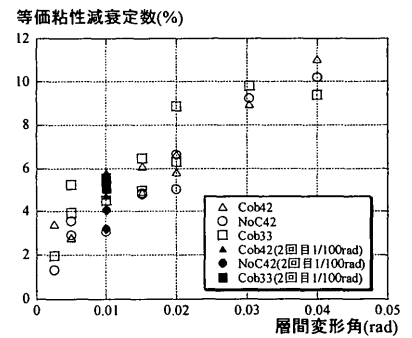


図-9 等価粘性減衰定数

ある。また、層間変形角 R は (2) 式となる。

$$R = \frac{(\delta_L + \delta_R)}{L} \quad (2)$$

ここで、 δ_L : 左梁端加力点相対鉛直変位、 δ_R : 右梁端加力点相対鉛直変位である。以降、左側ジャッキを押し、右側ジャッキを引く加力方向 (図-2 においての矢印方向) を正載荷とし、この時の荷重及び変形をそれぞれ正とする。図中に示す初期剛性は RC 規準⁷⁾による剛域を考慮し求めた。また、 Q_B は PC 規準 (65.42) 式⁸⁾を用いて、PC 鋼より線のみが強度負担するとして求めた。

層せん断力-層間変形角関係においては、実験変動要因による大きな差異はなく、PC 鋼より線定着導入力と同じレベルの引張力が作用する時点で圧着関節部離間により剛性が低下し、その後、荷重の増加とともに徐々に剛性が低下していき、 $R=1/66rad$ 以降耐力の増加はわずかであった。 $R=1/25rad$ で加力を終了したが、3 試験体とも急激な耐力低下を生じなかった。図-7 に Cob42 の各サイクルピーク時の上段 PC 鋼より線ひずみ度分布を示す。この値は初期プレストレス導入時のひずみ度を加えた値である。図-7 に示すように、PC 鋼より線の降伏は確認で

きなかった。Cob42 下段 PC 鋼より線及び他の試験体に関しても同様に PC 鋼より線の降伏は見られなかった。

このように PC 鋼より線定着導入力を PC 鋼材規格値降伏強度の 50% 程度に抑えたことにより、圧着関節部の離間からの 2 次勾配が従来の PC 構造よりも大きな面積を有する逆 S 字型原点指向型の復元力特性を示した。

図-8 に正加力側の残留層間変形角の推移を示す。残留層間変形角は極めて小さく、 $R=1/50rad$ 時までは残留層間変形角は $1/1000rad$ 程度であった。また、初めて $R=1/100rad$ の変形を経験した時の残留層間変形角と $R=1/50rad$ を経験した後の $R=1/100rad$ 時の残留層間変形角を比較すると、初めて $R=1/100rad$ の変形を経験した時の残留層間変形角は $1/3400 \sim 1/2700rad$ であり、 $R=1/50rad$ 経験後に $R=1/100rad$ の変形を受けた時の残留層間変形角は $1/2000 \sim 1/1200rad$ であった。残留層間変形角はわずかに増加しているものの、その絶対値は非常に小さく本工法の設計クライテリア⁴⁾における極大地震 ($R=1/50rad$) を経験した後も、PC 鋼より線で連結されていることにより、十分な復元性を発揮することが分かる。負荷側においても同様の傾向が見られた。

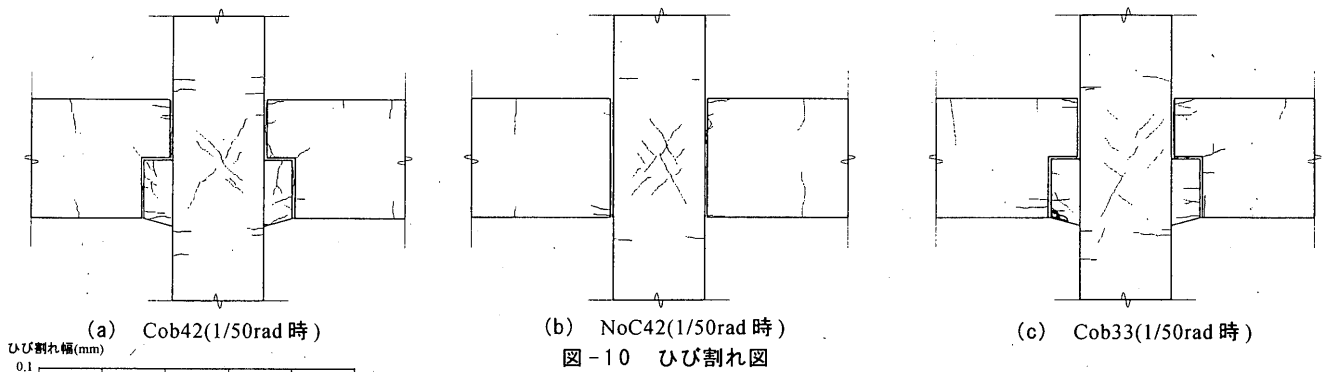


図-10 ひび割れ図

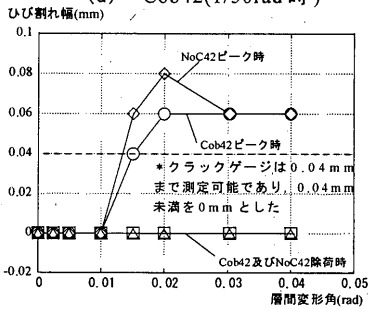


図-11 ひび割れ幅の推移

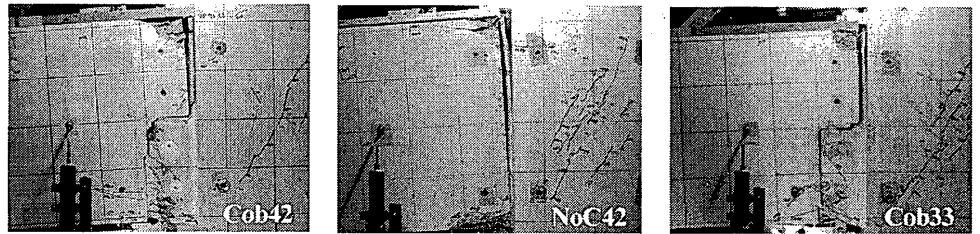


写真-1 圧着関節部離間状況 (R=1/25rad)

図-9に正加力側のハーフサイクルの面積から求めた等価粘性減衰定数と層間変形角の関係を示す。試験体パラメータによる大きな差は見られない。すべての試験体で変位が進むにつれて等価粘性減衰定数の値は上昇し、同変位で繰返し载荷したサイクルは初めのサイクルよりも2回サイクル目の方が等価粘性減衰定数の値は小さくなった。R=1/50rad時まで等価粘性減衰定数は10%以下であり、RC構造と比較して⁹⁾PC圧着関節工法のフレーム自身におけるエネルギー消費量は低いと考えられる。

3.2 破壊性状

図-10にR=1/50rad時(三次設計レベル相当)のひび割れ図を示し、図-11にCob42及びNoC42の接合部パネル部中心位置のひび割れ幅の推移を示す。また、写真-1にR=1/25rad時の圧着関節部の離間状況を示す。各試験体のひび割れはR=1/100rad程度から発生し、以降、圧着関節部付近に集中して見られた。図-11に示すように柱のパネルゾーンのひび割れは、R=1/100rad以降に発生し、それ以降変形ピーク時にはひび割れ幅は0.04~0.08mmの範囲であり非常に小さい幅である。また、除荷時にはひび割れ幅は0mmとなっており、ひび割れは閉じていた。本実験で用いたクラックゲージは最小0.04mmまでのひび割れ幅を測定できる精度であったため、ひび割れ幅0mmとは0.04mm未満のひび割れ幅である。各試験体とも変形が進むにつれて早い段階で圧着部が離間し、除荷時には閉じるという挙動を示し、層間変形角がR=1/50radに達したあたりから梁端部の被りコンクリートが圧壊剥離が生じた。層間変形角1/25radまで加力を行ったが、耐力低下が見られなかったことから、各試験体はPC鋼より線の抜け出しによって最大耐力が決定していると考えられる。層間変形角R=1/25radで加力を終了したが、3試験体とも圧着関節部近傍以外には梁及び柱部材のひび割れは見られなく加力終了後も健全な状態であった。R=1/66radまでは、部材へのひび割れ発生は無く、残留層間変形角も1/1000radより小さくなっている(図-8参照)。圧着接合用PC鋼材はエポキシ

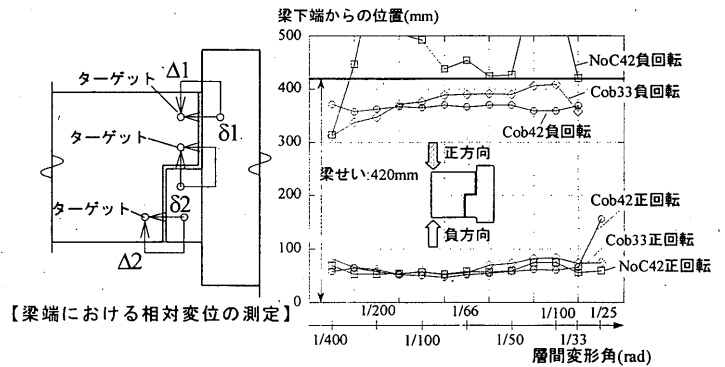
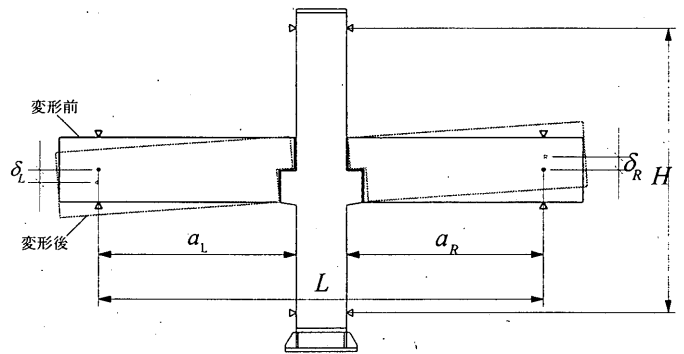


図-12 回転中心の推移(左梁)



(a) 圧着関節部回転離間による変形

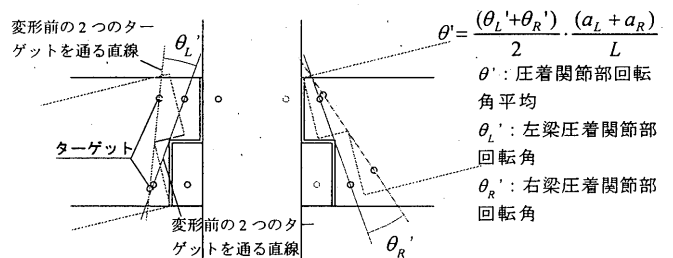


図-13 圧着関節部回転角の定義

樹脂塗装したPC鋼より線を使用していることから、地震終了後に改めて防錆処置を行う必要がない。これらより、 $R=1/66\text{rad}$ までは関節部の修復をすることなく構造体が使用可能であると考えられる。 $R=1/50\text{rad}$ 以降は梁端部の圧壊が見られたことから、極大地震時は圧着関節部の修復・修繕を行うことにより、建物として継続して使用することが可能であると考えられる。損傷箇所は圧着関節部近傍に限定され、残留変形が非常に小さいことから、設計段階で性能を明示することが可能であると考えられる。

3.3 圧着関節部回転挙動

図-12に各試験体の左梁の回転中心の推移を示す。回転中心位置は図-12左図に示す柱と梁の相対水平変位 δ_1 と δ_2 および相対鉛直変位 Δ_1 と Δ_2 を用いて求めた。Cob42及びCob33のコーベルがある場合も回転中心は圧縮縁付近であり、コーベルの有無による違いは見受けられなかった。一方、NoC42において、負方向の回転中心は梁せいよりも大きくなっている。これは梁が回転離間した時に目地モルタルが欠けて梁端と柱面の間に入ったことなどによる影響であると考えられる。

圧着関節部回転角 θ' (図-13参照)は層間変形角 R と容易に比較するために(3)式により定義する。

$$\theta' = \frac{(\theta_L' + \theta_R')}{2} \cdot \frac{(a_L + a_R)}{L} \quad (3)$$

ここで、 θ_L' :左梁圧着関節部回転角、 θ_R' :右梁圧着関節部回転角、 a_L :左梁加力点から柱面までの距離、 a_R :右梁加力点から柱面までの距離、 L :左右加力点間距離をそれぞれ示す。左右梁圧着関節部回転角は圧着関節部に設置した変位計(図-12左図)を用いて、変形前と変形後の梁上下のターゲットの動きから求めた。図-14に各試験体の各加力サイクルピーク時の圧着関節部回転角が層間変形角に占める割合を示す。変形が進むにつれて圧着関節部回転角の層間変形角に占める割合が100%近くになっており、梁の回転による変形が左梁加力点変位の大部分を占めていることが分かる。つまり、これは圧着関節部の変形が層間変形の大部分を占めることを意味している。このことにより、圧着関節部離間を許容することによって、 $R=1/66\text{rad}$ 付近以降は、圧着関節部の変形を求めることによって層間変形を決定することができると考えられる。

また、図-15に圧着部をまたぐように、柱から梁に設置した変位計(図-12左図参照)を用いて測定した相対水平変位と相対鉛直変位を用いて求めた各正サイクルピーク時の左側圧着部の3点の相対変位を示す。3点の相対変位は、ほぼ直線上にあり回転中心からの距離に比例して、変位量が大きくなっている。

3.4 圧着接合用PC鋼より線ひずみ度

図-16にCob42のPC鋼より線の層せん断力-ひずみ度関係を示す。柱・梁部材圧着接合時に導入したプレストレス力によるひずみ度はおよそ 3600μ である。PC鋼より線のひずみ度は定着導入力と同等の力がPC鋼より線に作用するまで、ひずみ度の増分はなく、それ以降、勾配が変化している。 $R=1/400\text{rad}$ までは①、②、③の全位置においてひずみ度の増分が小さく、PC鋼より線に定着導入力より大きな力が作用していないと考えられる。 $R=1/400 \sim R=1/100\text{rad}$ 時においては、柱と梁の圧着関節部

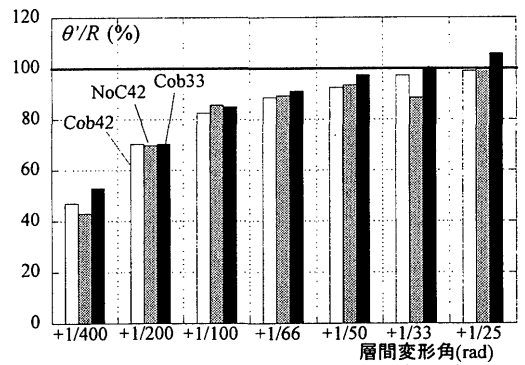


図-14 圧着関節部回転角が層間変形角に占める割合
梁下端からの位置(mm)

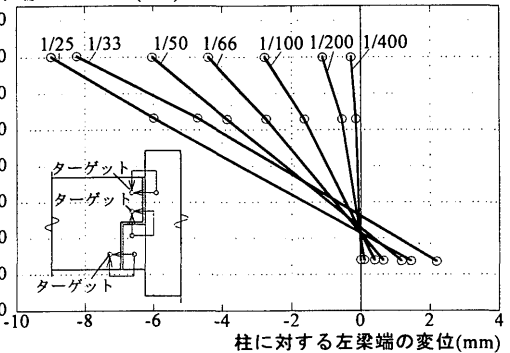


図-15 柱に対する左梁端部の動き (Cob42)

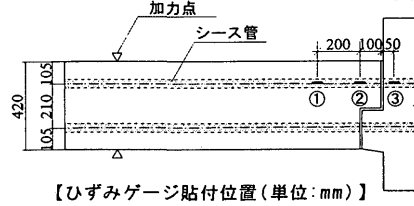
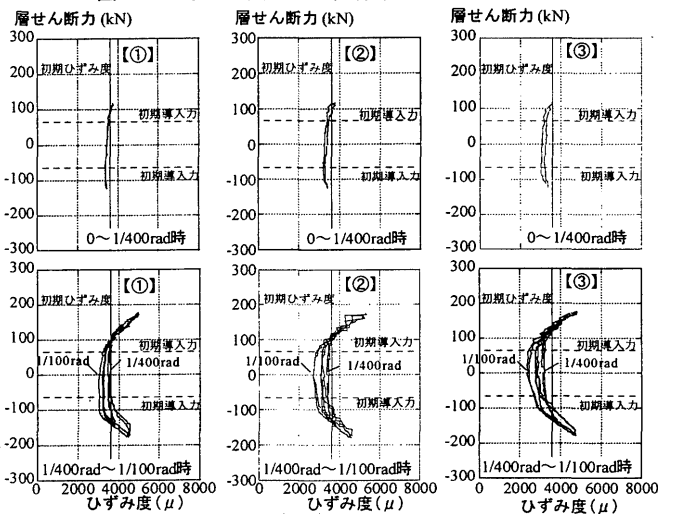


図-16 層せん断力-ひずみ度関係 (Cob42)

位置に近い②、③位置の除荷時のひずみ度は①位置のひずみ度と比較して減少量が多い。すべての位置で、変形が進むにつれて、除荷時のひずみ度が減少していることから初期プレストレス力が減少していると考えられる。

4 剛性及び耐力の推定

4.1 抵抗モーメントの推定

図-17に圧着関節部における力を示す。地震時に水平力が作用した時の圧着関節部の抵抗モーメント M_R は(4)式で表す。

$$M_R = \sum T \cdot j = \sum \{ E_p \cdot A_p \cdot \epsilon_p \} \cdot j \quad (4)$$

ここで、 ΣT : PC 鋼より線の引張合力、 j : 応力中心間距離、 E_p : PC 鋼より線ヤング係数、 A_p : PC 鋼より線の断面積、 ϵ_p : PC 鋼より線のひずみ度をそれぞれ示す。

引張側の PC 鋼より線のひずみ度と平面保持の仮定を用いて、断面力の釣り合い式より、応力中心間距離 j を求めた。平面保持の仮定は図-15 に示すように圧着部の変位はほぼ同一平面で挙動していると考えられることから、簡単のため用いた。コンクリートの応力度は Popovics の応力度 - ひずみ度関係¹⁰⁾、(5) 式を用いて求めた。

$$\frac{f_c}{f_c'} = \frac{n \left(\frac{\epsilon_{cf}}{\epsilon_c'} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\epsilon_{cf}}{\epsilon_c'} \right)^k} \quad (5)$$

ここで、 f_c : コンクリート応力度、 f_c' : シリンダー圧縮試験による圧縮強度、 ϵ_{cf} : コンクリートひずみ度、 ϵ_c' : f_c' 時のコンクリートひずみ度、 n : curve fitting factor、(6) 式、 k : ポストピーク後の増分係数。ここでは、 $k=1$ としてコンクリートの応力度を求めた。

$$n = 0.8 + \frac{f_c'}{17} \text{ (MPa)} \quad (6)$$

4.2 包絡曲線のモデル化

本工法における荷重 - 変形関係における包絡曲線モデル化を行う。ここで、包絡曲線第一折れ点は初期剛性と圧着関節部離間が生じるせん断力の交点とする。初期剛性は (7) 式とする。

$$K_e = \frac{3E_c I_e}{a^3} \quad (7)$$

ここで、 E_c : コンクリートヤング係数、 I_e : 換算断面二次モーメント (シーす管による断面欠損及び PC 鋼より線断面積を考慮する)、 a : せん断スパン (梁加力点から柱面までの距離。ただし、コーベルがある場合は梁加力点からコーベルまでの距離とする) をそれぞれ示す。

圧着関節部離間時 (包絡曲線第一折れ点) のモーメント M_1 は (8) 式によって表され、圧着接合時の定着導入力と同等の力が引張側 PC 鋼より線に作用した時のモーメントである。

$$\begin{aligned} M_1 &= \sum T \cdot j = A_p \cdot E_p (\epsilon_{p引} + \epsilon_{p圧}) \cdot j \\ &= A_p \cdot E_p (\epsilon_{pini} + \epsilon_{p圧}) \cdot j \end{aligned} \quad (8)$$

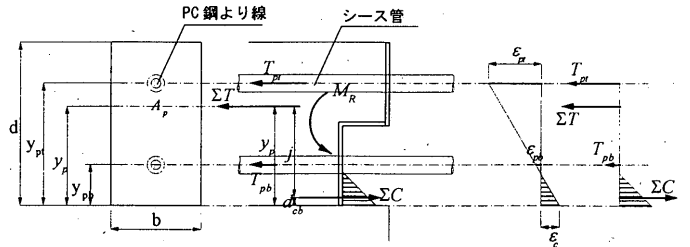
ここで、 $\epsilon_{p引}$: 引張側の PC 鋼より線のひずみ度、 $\epsilon_{p圧}$: 圧縮側の PC 鋼より線のひずみ度、 ϵ_{pini} : 定着時初期ひずみ度 ($\approx 3700\mu$)、 $\epsilon_{p引}$ 及び j は 4.1 に示したように平面保持の仮定を用いて求めた。

次に、引張側 PC 鋼より線のひずみ度を弾性限界時のひずみ度と仮定して、包絡曲線第二折れ点を求める。弾性限界時のひずみ度は PC 鋼より線引張試験における 0.2% 永久伸びに対する荷重の 90% 時 ($0.9P_y$) におけるひずみ度 ($\epsilon_{0.9} \approx 8000\mu$) と仮定する。包絡曲線第二折れ点のモーメント M_2 は (8) 式において、 $\epsilon_{p引} = \epsilon_{pini} + \Delta\epsilon_p = \epsilon_{0.9}$ とすることによって決定する。包絡曲線第二折れ点の回転角 θ_2 は (9) 式で求める。

$$\theta_2 = \frac{\delta_2}{\alpha} \quad (9)$$

ここで、 α : 中立軸から引張側 PC 鋼より線までの距離、 δ_2 : PC 鋼より線の抜け出し量を表し (10) 式で求める。

$$\delta_2 = 2 \int \epsilon(x) dx = \Delta\epsilon_p \cdot l_x \quad (10)$$



【ひずみ度分布】【応力度分布】

d: 梁せい、 y_{pt} : 上端 PC 鋼より線の梁下端からの距離、 y_p : 引張合力の梁下端からの距離、 y_{pb} : 下端 PC 鋼より線の梁下端からの距離、 b : 梁幅、 A_p : PC 鋼より線断面積、 T_p : 上端 PC 鋼より線の引張力、 T_{pb} : 下端 PC 鋼より線の引張力、 ΣT : 引張合力、 d_{cb} : 圧縮合力の梁下端からの距離、 j : 応力中心間距離、 ΣC : 圧縮合力、 M_R : 抵抗モーメント、 ϵ_{p_t} : 上端 PC 鋼より線のひずみ度、 ϵ_{p_b} : 下端 PC 鋼より線のひずみ度、 ϵ_c : コンクリート圧縮線のひずみ度

図-17 圧着関節部概念図 (梁上端曲げ引張時)

加力による増分ひずみ度 (μ)

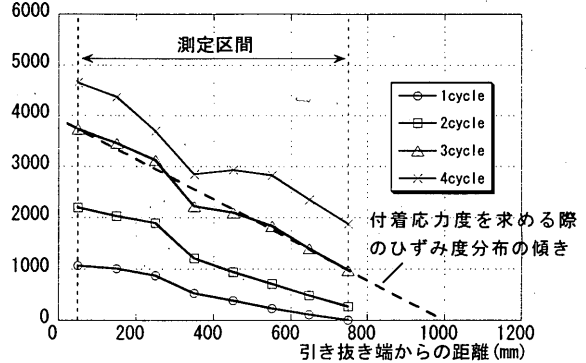


図-18 付着実験より得られた PC 鋼より線ひずみ度分布⁵⁾

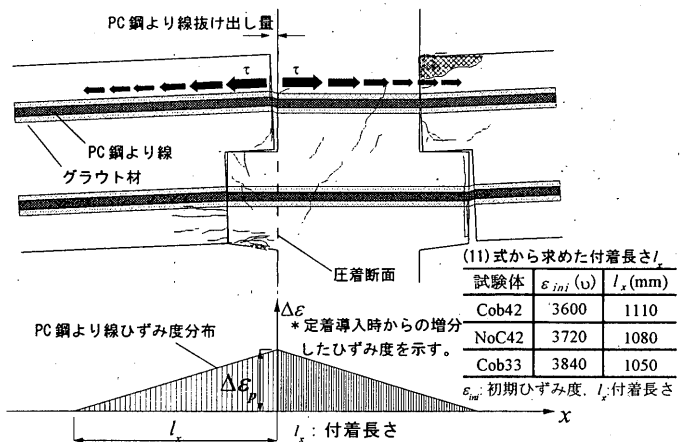


図-19 PC 鋼より線の仮定したひずみ度分布と抜け出し量

つまり、PC 鋼より線の抜け出し量 δ_2 は PC 鋼より線のひずみ度分布の積分値とする。ここで、 $\Delta\epsilon_p$ は圧着断面位置の PC 鋼より線の増分ひずみ度を示す。別途、本実験に使用した PC 鋼より線を対象に行った付着実験⁵⁾より得られたひずみ度分布を図-18 に示す。PC 鋼より線のひずみ度分布は引き抜き端で最大になり距離とともに減少し、ほぼ直線分布している。PC 鋼より線の抜け出し量を求める際のひずみ度分布は、梁・柱の応力状態が異なると考えられるが、付着実験を参考にして、簡単のため、図-19 に示すように、圧着断面を中心として、左右対称な三角形分布と仮定する。また、付着長さ l_x は (11) 式により定義する。

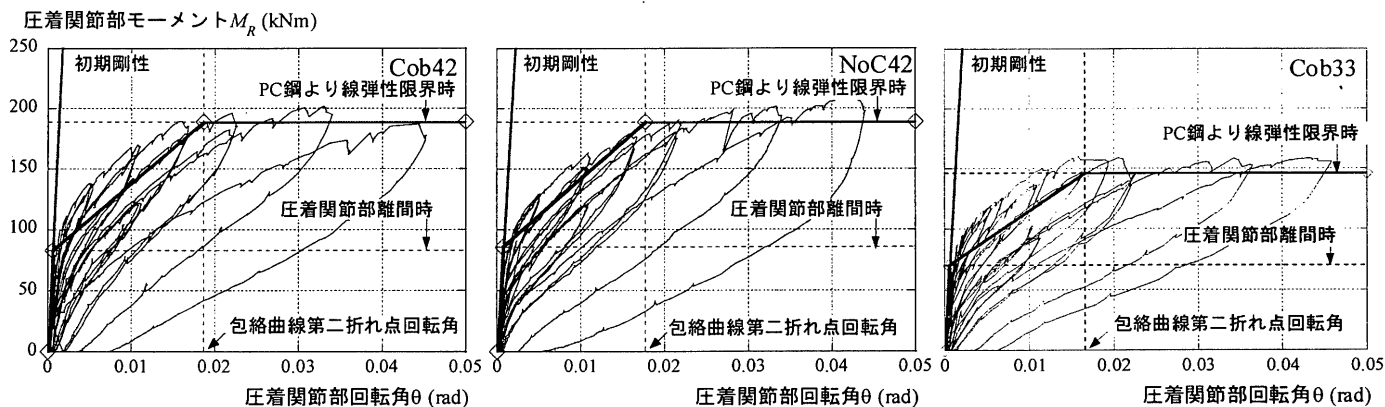


図-20 左梁における包絡曲線と実験結果

$$l_x = \frac{\Delta \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_p}{\tau_{ave} \cdot \psi} \quad (11)$$

ここで、 τ_{ave} :PC鋼より線とグラウト材の平均付着応力度、 ψ :PC鋼より線表面周長をそれぞれ示す。PC鋼より線とグラウト材の平均付着応力度 τ_{ave} は δ_2 を求める際に決定した $\Delta \epsilon_p$ と同等な増分ひずみ度時の図-18に示す3サイクルピーク時のひずみ度分布の勾配を平均付着応力度とし、 $\tau_{ave}=1.43(N/mm^2)$ を用いた。以上より求めた付着長さを図-19右下に示す。図-20に4.1及び4.2で示した方法を用いて求めた左梁の包絡曲線と実験結果の比較を示す。これらの結果より、第一折れ点は初期剛性と圧着関節部離間時に評価することができると考えられる。一方、包絡曲線第二折れ点は引張側PC鋼より線が $0.9P_y$ 時のひずみ度に達した時の圧着関節部モーメントを求め、引張側PC鋼より線のひずみ度分布から、弾性回転による抜け出し量を求めている。結果、包絡曲線第二折れ点は実験結果を概ね評価できていると考えられる。

5 結

本研究では、損失制御設計を目指しPC鋼より線の定着導入力をPC鋼材規格値降伏強度の50%としたPC圧着関節工法の柱・梁十字形部分架構実験を行い構造性能について検討を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 層せん断力-層間変形角関係において、残留変形が極めて小さく、部材一般部への損傷を生じさせずに、損傷は圧着部付近のみに損傷を留めることができる。
- 2) 柱にコーベルがあることによる弾性回転への影響はなく、回転中心位置は圧縮縁付近である。
- 3) 圧着関節部離間を許容することによって、 $R=1/66rad$ 以降は圧着部回転角の層間変形角に占める割合が大きく、圧着関節部の回転を把握することにより層間変形角を予測することができる。
- 4) 4.1及び4.2で示した剛性及び耐力の推定法により、本工法の包絡線を作ることができる。
- 5) 本工法を用いたフレーム自身のエネルギー吸収量は等価粘性減衰定数は10%以下であり、制振部材などのエネルギー吸収装置と併用して構造体を形成することが望ましいと考えられる。

なお、本研究は損失制御を目指したものであり、本論では、 $R=1/66rad$ までの構造体への損失は無視できる程小さいことを確認できた。しかし、損失制御の一般化は今後の課題であり、さらに研究を進める必要があると考えられる。

謝辞

試験体製作において、黒沢建設株式会社および黒沢建設株式会社グループ株式会社ジェービーシーには多大なご協力を戴きました。また、本研究の実験を行うにあたり、東京工業大学建築物理研究センター 篠原研究室 PD 渡部洋氏には多大な協力を戴きました。ここに記して深く感謝の意を表します。高周波熱練株式会社には実験を行うにあたり、PC鋼棒をご提供戴きました。ここに記して深く感謝の意を表します。

本研究「PC圧着関節工法による損失制御設計に関する研究」は、KTB協会のもとに設立されたKTB圧着技術研究所(所長 中野清司)の委員会メンバー: 日本大学 秋山宏教授, 千葉大学 小谷俊介教授, 東北大学 山田大彦教授, 独立行政法人建築研究所 山之内泰之理事長, 東京建築研究所 町田重美副社長, 東京理科大学 松崎育弘教授, 東京工業大学 和田章教授, KTB協会 田邊恵三技師長のもとで行われているものである。

参考文献

- 1) M.J.N. Priestley, "The PRESS Program - Current Status and Plans for Phase III", PCI Journal, Vol.41, No.2, March-April, pp.22-40, 1996
- 2) M.T. El-Sheikh, R. Sause, S. Pessiki and L. Lu, "Seismic Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Frames", PCI Journal, Vol.44, No.3, May-June, pp.54-71, 1999
- 3) J. Stanton, V.P. Thomen and V. P. Battle, "Design of The CALA Building using Press Technology", fib-Symposium Proceedings, CD-ROM, 2003
- 4) 中野清司, 田辺恵三, 町田重美, 和田章他: PC圧着関節工法による損失制御設計(その1~その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2, pp. 893-900, 2001
- 5) 松崎育弘, 杉山智昭, 池澤 誠, 坂田弘安, 久保山寛之, 黒澤亮太郎: PC圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その3 PC鋼より線の付着性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2, pp.991-992, 2003
- 6) 岡本隆之祐, 高崎哲哉, 田辺恵三, 佐藤直昭: プレキャストプレストレストコンクリートはり・柱接合部モデル試験体の静的正負繰返し加力実験報告, コンクリート工学協会コンクリート工学 Vol.30, No.6, pp.27-38, 1992.6
- 7) 鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説-許容応力度設計法-1999改定, pp.66-67, 日本建築学会, 1999.11
- 8) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説1998改, pp. 190, 日本建築学会, 1998. 11
- 9) 森 洋平, 本間正悟, 内田龍一郎, 末次宏光, 浜原正行: PC梁の復元力特性及ばす接合部の影響に関する実験的研究(その2 梁の履歴性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2, pp. 1003-1004, 2002
- 10) Sandor Popovics: A NUMERICAL APPROACH TO THE COMPLETE STRESS-STRAIN CURVE OF CONCRETE, CEMENT and CONCRETE RESEARCH, Vol.3, pp.583-599, 1973
- 11) Keizo Tanabe C Yashuhiro Matuzaki, Motohiko Yamada: Damage Controlled Seismic Design by Precast Prestressed Concrete Structure With MILD-PRESS-JOINT (Part2) Kernel of Structural Design and Example, fib-Symposium 2002 CONCRETE STRUCTURES IN SEISMIC REGIONS, pp.125-132, 2002
- 12) 吉川敦之, 足立将人, 河野 進, 西山峰広: PC鋼より線の付着応力-すべり-ひずみ関係に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2, pp.55-56, 2002

(2003年7月10日原稿受理, 2003年11月25日採用決定)